

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

VIII. JAHRGANG 1911.

NO. 11.

Montagehalle der Fahrzeugfabrik Ansbach.

Entwurf und Ausführung in Eisenbeton von Ackermann & Cie. in München.

Von Dipl.-Ing. G. Feder. (Hierzu die Abbildungen S. 84.)



Die durch ihre Last-Automobile bekannte Fahrzeugfabrik Ansbach sah sich zu wesentlichen Erweiterungen ihrer Betriebs-Anlage veranlaßt und plante eine Montagehalle, in welcher die großen Armee-Lastzüge mit Anhängewagen montiert und aufbewahrt werden können. An Stelle der ursprünglich vorgesehenen Ausführung in Eisen wurde auf Grund eines

Entwurfes der Firma Ackermann & Cie., Unternehmung für Hoch- und Tiefbau, Filiale Würzburg die Halle in Eisenbeton hergestellt.

Es handelte sich darum, einen Raum von 1000 qm Fläche bei 20 m lichter Weite frei ohne jede Zwischenstütze zu überspannen (vergl. Grundriß, Abbildung 1). Da auch sichtbare Zugstangen vermieden werden sollten, war der einzige beschreibbare Weg, die Hallenbinder als steife Rahmen auszubilden. In Abständen von 5 m wurden Zweigelenkbogenbinder angeordnet, welche mittels Längsträgern die aus Bims-



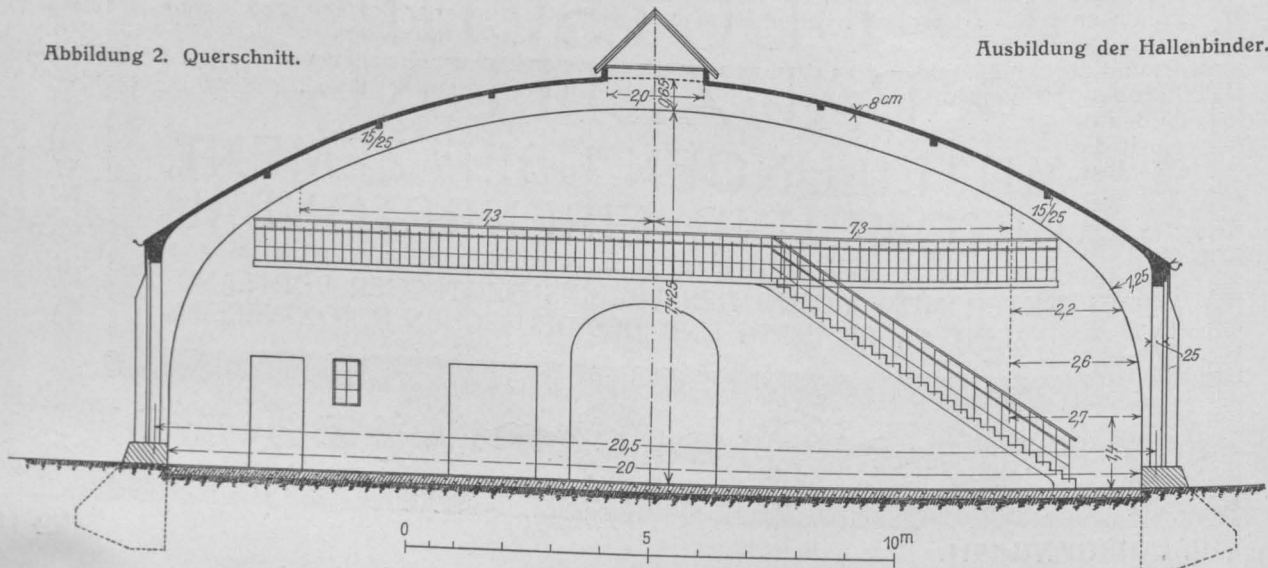
Abbildung 9. Blick in die fertige Montagehalle der Fahrzeug-Fabrik Ansbach.

Beton hergestellte Dachhaut nebst Dacheindeckung zu tragen haben (vergl. den Querschnitt der Halle, Abbildung 2, ferner die Einzelheiten der Binder-Armierung, Abbildung 3).

Die statische Berechnung für die Bogenbinder wurde nach der Elastizitäts-Theorie ausgeführt. Die statisch unbestimmbare Größe, der Horizontalschub H ,

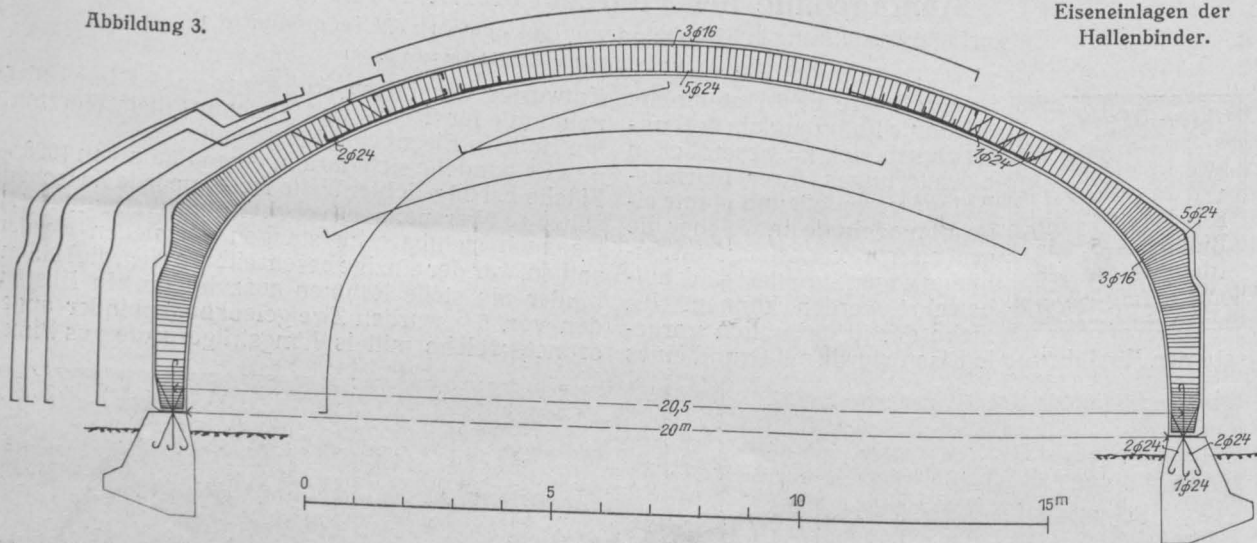
ten, weitaus die größte Arbeit. In den Abbildungen 5—8 sind verschiedene Entwicklungsstadien der Bauausführung dargestellt. Abbildung 5 zeigt die Baustelle nach Aufstellen der Lehrbögen, Abbildung 6 nach Fertigstellung eines größeren Teiles der Schalung. Aus Abbildg. 7 ist der Arbeitsfortschritt zu sehen. Links sind die Träger und die Binderschalung

Abbildung 2. Querschnitt.



Ausbildung der Hallenbinder.

Abbildung 3.



Eiseneinlagen der Hallenbinder.

des einfach-statisch unbestimmten Systemes wurde nach dem Castigliano'schen Satz vom Minimum der Formänderungsarbeit bestimmt:

$$A = \int_0^s \frac{M^2 ds}{2 EJ} + \int_0^s \frac{N^2 ds}{2 EF}$$

$$\frac{\delta A}{\delta H} = \int_0^s M \frac{\delta M}{\delta H} \frac{ds}{J} + \int_0^s N \frac{\delta N}{\delta H} \frac{ds}{F} = 0.$$

Die Untersuchung erfolgte für Eigengewicht, sowie für Eigengewicht und einseitigen Schnee- und Winddruck. Mit Hilfe des gefundenen Wertes wurden dann die größten Biegemomente und Normaldrucke ermittelt. Abbild. 4 zeigt die zugehörigen Kräftepläne und die Ermittlung der Stützlinie. Die größte, durch die Berechnung gefundene Betondruckspannung für die ungünstigste Belastung ergab sich zu: $\sigma_b = 50 \text{ kg/qcm}$.

Die Bauausführung selbst war nicht ohne Schwierigkeit, da die ganzen Arbeiten in den Wintermonaten im November 1909 bis Februar 1910 fertiggestellt werden mußten. Die Einrüstung und Aufstellung der Schalung verursachte, wie bei allen derartigen Bau-

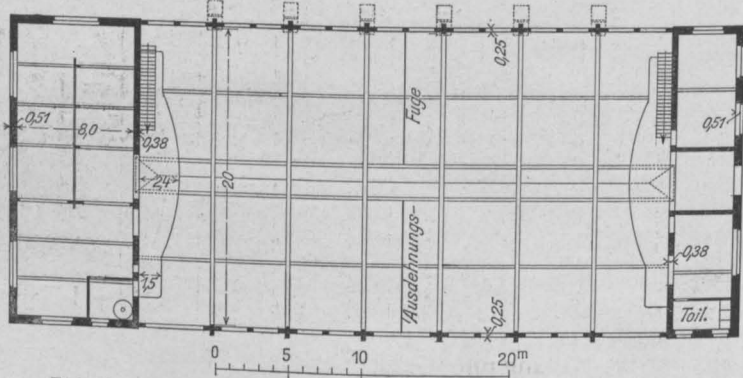


Abbildung 1. Grundriß der Montagehalle nebst Nebenräumen.

aufgestellt, die Rippen für die Dachschalung werden eben eingesetzt; weiter nach rechts ist die Schalung vollendet, im zweiten Binder sind die Eisen der Armierung eingelegt, die Bügel sind noch offen, im dritten Binder werden die Binder zugellochten, im vierten und fünften Binderfeld ist die Armierung der Dachhaut bereits aufgebracht. In Abbildung 8 S. 83 ist das Einflechten der Dachhaut dargestellt. Abbildung 9, S. 81 schließlich zeigt die fertige Halle nach In-

betriebsnahme und läßt den auch ästhetisch durchaus befriedigenden Eindruck der weitgespannten Halle erkennen. Die ganze Halle wurde nach dem Ausschalen ohne weiteren Verputz einfach geweißt.

Als Betonmaterial wurde Donaukies und Quarzsand verwendet. Das Mischungsverhältnis für die Binder wurde mit Rücksicht auf die Jahreszeit und die auftretenden sehr hohen Betonpressungen sehr fett, nämlich zu 1 Teil Zement, $1\frac{3}{4}$ Teilen Sand und 2 Teilen Kies gewählt.

Während der Bauausführung wurden von jedem Binder Probewürfel angefertigt und ganz unter den

gleichen Bedingungen, wie die Binder selbst, dem Abbinden überlassen, nämlich in Holzschalung auf dem Dache stehend, nur durch Ueberdecken von Zementsäcken gegen Frost geschützt. Die Würfel wurden anfangs August, nach einer Zeit von 200 Tagen, in dem Material-Prüfungs - Amt der bayerischen Landes - Gewerbe - Anstalt in Nürnberg der Druckprobe unterworfen. Die einzelnen Würfel

ergaben folgende sehr günstige Werte:

Binder 1—3 339 kg/qcm Druckfestigkeit,

Binder 4—5 355 " "

Binder 6 438 " "

Die Mischung erfolgte mit einer Kunze'schen Beton-Mischmaschine mit Benzinmotor.

Die Ausrüstung der Binder erfolgte bereits nach 5 Wochen, eine äußerst kurze Frist mit Rücksicht auf die winterliche Witterung, unter Beobachtung aller Vorsichtsmaßregeln. In Bindermitte wurde ein starker Baum aufgestellt und in 10 mm Abstand unterhalb des Binders festgehalten, sodaß der Binder sich beim Ausschalen langsam, entsprechend der elastischen Formänderung, hätte setzen können und daß bei etwaigem Bruch ein Unglück zuverlässig vermieden worden wäre. Zur Beobachtung der Durchbiegung wurde ein einfacher Zeiger-Apparat angewendet, der die Einsenkung mit 24facher Uebersetzung an einer Skala aufzeichnen konnte. Die Ausrüstung erfolgte dann sehr vorsichtig durch Absenkung des Lehrgerüsts unter genauer Beobachtung des Zeigerapparates, sowie des Abstandes zwischen Binderunterkante und dem vorerwähnten Baum. Sofort beim Beginn des Ablassens trat der Zeigerapparat in Tätigkeit mit einem allerdings sehr geringen Ausschlag von einigen Millimetern, der sich bis zum Ende der Ausrüstung nur auf 12 mm erhöhte. Die Ein-

senkung im Scheitel betrug daher nur $\frac{12}{24}$ mm gleich 0,5 mm. Dieses Ergebnis ist so überraschend gut, daß die Annahme berechtigt erscheint, daß der Binder schon bei Beginn der Ausrüstung nur noch wenig auf dem Lehrgerüst auflag und sich gewissermaßen zum Teil schon unter dem Einfluß der höheren Temperatur in Spannung versetzt hatte.

Hat der Bau nach den vorstehenden Ausführungen in technischer Beziehung vollkommen befriedigt, so ist durch ihn andererseits auch in wirtschaftlicher Hinsicht der Nachweis erbracht, daß der Eisenbeton auch bei derartigen Hallen, die immer noch als Do-

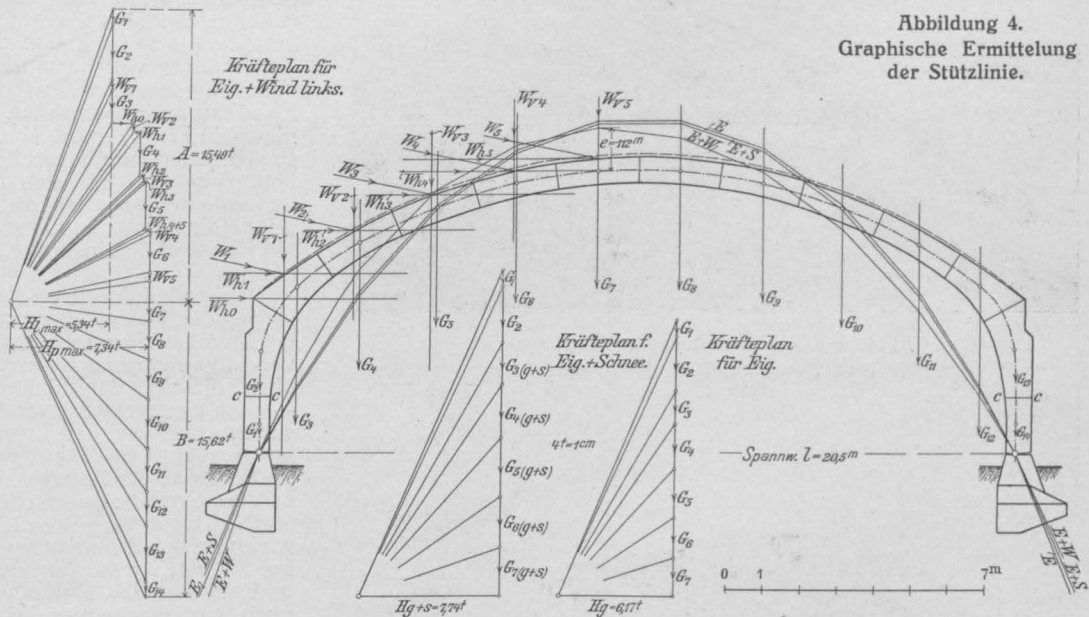


Abbildung 4.
Graphische Ermittlung
der Stützlinie.

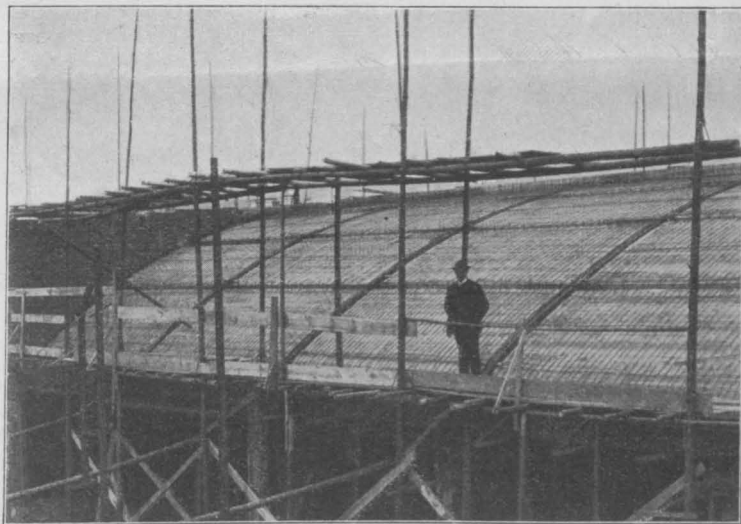


Abbildung 8. Hallendach fertig eingeflochten.

mäne für den reinen Eisenbau in Anspruch genommen werden, sehr wohl imstande ist, den Wettbewerb aufzunehmen. Die Kosten der gesamten Ausführung ohne Maurerarbeiten beliefen sich auf rd. 25 000 M. Eine Ausführung in Eisen würde sich mindestens ebenso hoch gestellt haben, ohne aber in ästhetischer Beziehung ein gleich erfreuliches Bild bieten zu können. —

Die Anwendung des Eisenbetons im Eisenbahnbau.

Vortrag gehalten auf der XIV. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ in Berlin von K. W. Schaechterle, Regierungsbaumeister bei der Kgl. Generaldirektion der Württ. Staatseisenbahnen.

Der Eisenbeton ist im Eisenbahnbau noch wenig verbreitet. Seine Anwendung ist heute noch von der jeweiligen Stellung der verschiedenen Eisenbahnverwaltungen zu der neuen Bauweise abhängig. In einigen Ländern bestehen zwar behördliche Vorschriften; aber auch diese vertreten noch recht verschiedene An-

sichten über die Zuverlässigkeit der Verbundbauweise. Ich habe nun nicht die Absicht, mich mit diesen Vorschriften, die ja zum Teil nur vorläufigen Charakter tragen, auseinanderzusetzen. Ich will vielmehr die Anwendungsmöglichkeiten des Eisenbetons im Eisenbahnwesen an der Hand von neueren Bauten der Württ. Staatseisenbahnverwaltung vor Augen führen und das Wichtigste

über die beim Bau und im Betrieb gemachten Erfahrungen mitteilen.

Wenn der Eisenbeton im Eisenbahnbau noch nicht diejenige Stelle einnimmt, die ihm gemäß seiner hohen Bedeutung für das gesamte Bauwesen zukommt, so rührt

beibehalten. Für die besonderen Zwecke des Eisenbahnbaues erschien — und erscheint Vielen heute noch — das Eisen als das geeignetste, zuverlässigste und wirtschaftlichste Konstruktionsmaterial. Das Eisen war lange Zeit im Eisenbahnbau fast allein herrschend und erst in jüngster Zeit hat sich ein Umschwung der Verhältnisse vollzogen.

Dieser Umschwung kommt der wirtschaftlichen Lösung der großen und schwierigen Aufgaben, vor denen fast alle Eisenbahn-Verwaltungen stehen, zugute und ist zurückzuführen auf die Wiederbelebung der massiven Bauweise, vor allem aber auf die außerordentlichen Erfolge des Eisenbetons. Es ist bekannt, daß sich die Einführung der Eisenbetonbauweise im Eisenbahnbau nicht ohne Widerstände vollzogen hat. Gewiß kamen dabei konservative Anschauungen der im Eisenbau aufgewachsenen Eisenbahn-Ingenieure in Frage, in der Hauptsache handelte es sich jedoch um berechnete Bedenken und Forderungen, denen sich die neue Bauweise im Laufe der Jahre erst anpassen mußte, um mit Erfolg mit den vorhandenen und bewährten Konstruktionen in Wettbewerb treten zu können.

Den großen Vorzügen der Eisenbeton-Bauweise, die in sich die guten Eigenschaften des Steinbaues und der Eisenkonstruktionen vereinigt, stehen auch einige Nachteile gegenüber, die von den Eisenbahn-Ingenieuren — auch den fortschrittsfrohen — gefürchtet wurden, weil bei den Eisenbahnbauten eine außerordentliche Verantwortung besteht, und im Interesse der Betriebssicherheit die größte Vorsicht geboten erscheint.

Die Umstände, welche lähmend auf die Entwicklung der Eisenbeton-Bauweise gewirkt haben, will ich im folgenden kurz berühren und zugleich die Maßnahmen angeben, die nach den bisherigen praktischen Erfahrungen geeignet sind, die Mängel zu beseitigen bzw. zu verringern.

Zunächst haben die mancherlei leichten und schweren Bauunfälle, die im privaten Hochbau vorgekommen sind, dazu beigetragen, Bedenken und Zweifel an der Sicherheit der neuen Bauweise zu erwecken, umso mehr als die wissenschaftliche Erkenntnis nur langsame Fortschritte machte und ein langer Streit um die Theorie des Eisenbetons entstand. Besonders eingenommen war man gegen die Verwendung des Eisenbetons zu Bahnbrücken. Man behauptete, daß sich die Verbundkonstruktion unter der Wirkung starker und häufiger Stöße nicht halten werde, daß eine Lockerung des Gefüges zwischen Eisen und Beton stattfände, daß Temperatur- und Witterungseinflüsse sich sehr ungünstig geltend machen würden, daß das Eisen trotz der Umhüllung rosten werde und daß endlich alle diese schädlichen Einwirkungen zusammen eine Zerstörung des Bauwerks herbeiführen müßten und damit die Gefahr des Einsturzes vorhanden sei. Erst als die in großem Maßstabe durchgeführten streng wissenschaftlichen Versuche die theoretischen Streitfragen geklärt und die Unsicherheit auf theoretischem Gebiete wesentlich vermindert hatten, als die Erfolge der Praxis unzweifelhaft feststanden und selbst von dem vorsichtigsten Ingenieur nicht mehr geleugnet werden konnten, begann die Voreingenommenheit zu schwinden. Bei verschiedenen Eisenbahn-Verwaltungen (Frankreich, Oesterreich, Württemberg) fand die Eisenbeton-Bauweise bereits in den 90er Jahren Eingang. Erst wurden Hochbauten, dann Straßen- und Wegebrücken, schließlich auch Bahnbrücken ausgeführt, ohne daß sich die gefürchteten Erscheinungen gezeigt hätten. Wir haben bei der Württembergischen Eisenbahnverwaltung Bahnbrücken, die nun bald 8 Jahre im Betriebe

stehen und sich ausgezeichnet bewährt haben, bis jetzt keinerlei Risse, noch weniger Roststellen zeigen. Da die in Beton erstellten Tragwerke mit dem Alter an Festigkeit eher zu- als abnehmen und kein Grund einzusehen ist, warum sich Eisenbetonbauten anders verhalten sollen, so darf man wohl sagen, daß sachgemäß ausgeführte Ver-



Abbildung 5. Aufstellung der Lehrbögen.

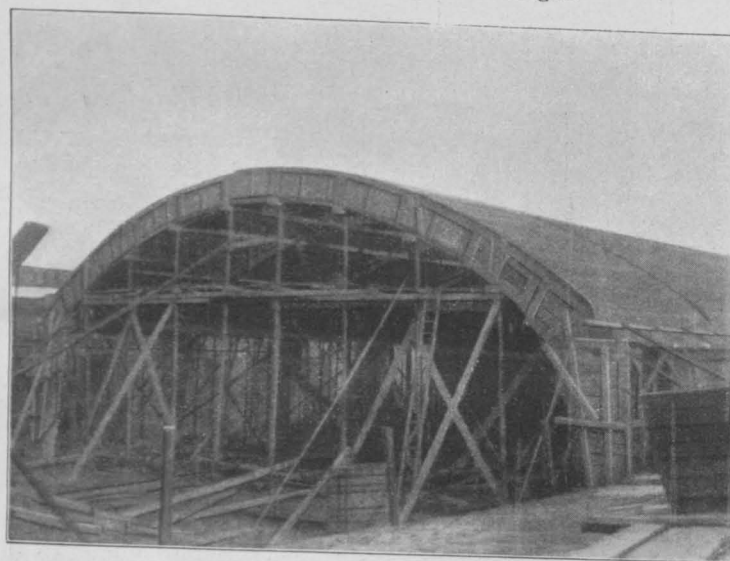


Abbildung 6. Fertig aufgestellte Rüstung und Schalung.



Abbildung 7. Einlegen der Eiseneinlagen der Binder.

dies in erster Linie daher, daß die Entwicklung und die Verbreitung der neuen Bauweise in eine Zeit gefallen ist, in der das Hauptbahnnetz bereits ausgebaut war. Bei dem langsamen und stetigen Ausbau der Zubringerlinien (Nebenbahnen) wurden die bei den Hauptbahnen gesammelten Erfahrungen benützt und die bewährten Grundsätze

Die Tatsache, daß an den genannten älteren Bauten trotz der Berechnung nach den Leitsätzen keine nach-

das in der Praxis anzuwendende Rechnungsverfahren, insbesondere über die Berücksichtigung der Betonzugspannungen sowohl bei den Behörden als in den Kreisen der Wissenschaft und Praxis verschiedene Auffassungen.

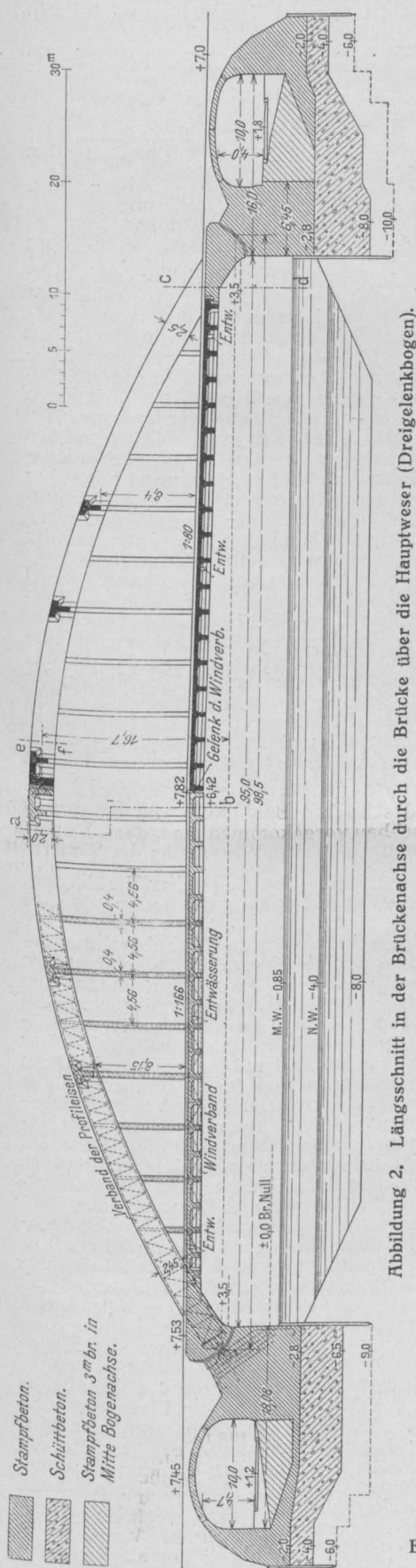


Abbildung 2. Längsschnitt in der Brückenachse durch die Brücke über die Hauptwaser (Dreigelenkbogen).

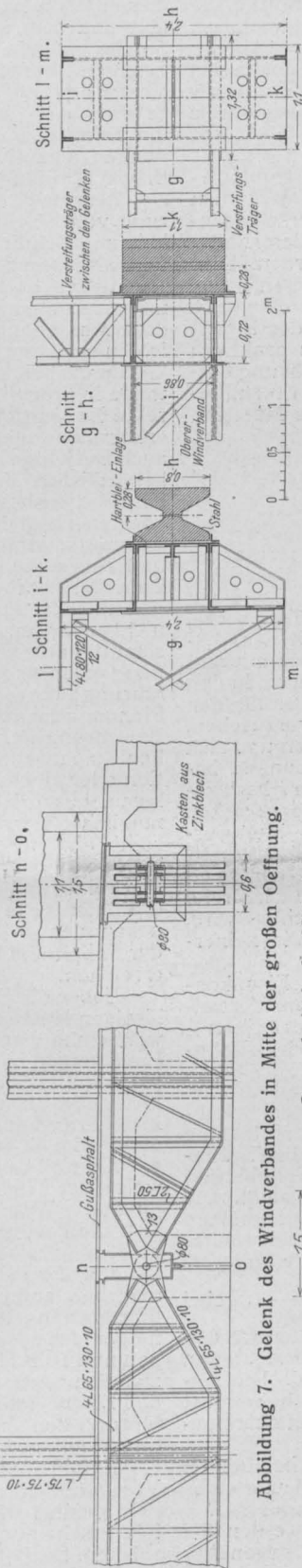
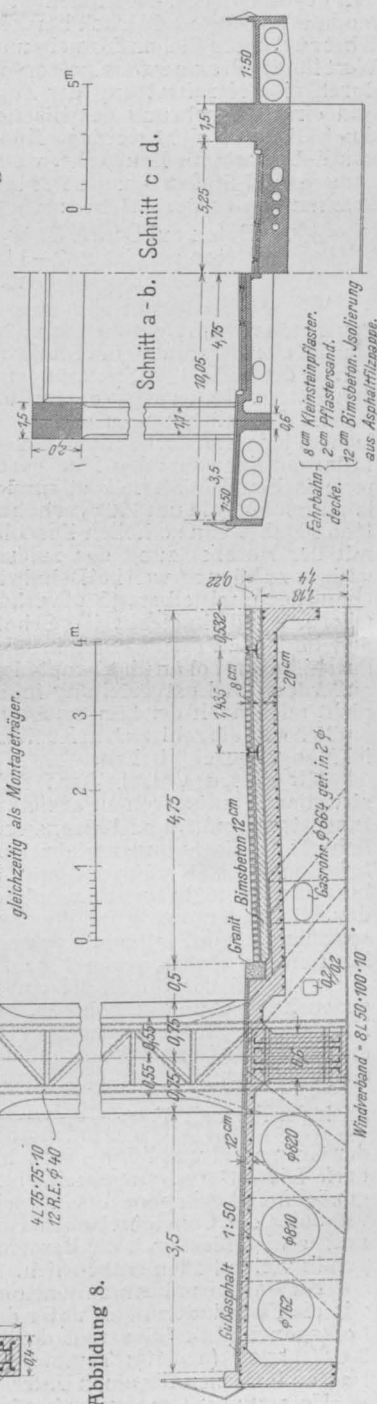


Abbildung 6. Kämpfergelenk des großen Bogens.

Abbildung 3. Querschnitte durch den Ueberbau der großen Oeffnung.

Abbildung 4.
Obergurt - Querschnitt.



Schnitt e - f.

Abbildung 7. Gelenk des Windverbandes in Mitte der großen Oeffnung.

Querschnitt in der Mitte der kleinen
Öffnung (Zweigenknoten) von
63,10 m Stützweite v. M. z. M., Gelenk.

Die Verbände der Profileisen dienen gleichzeitig als Montageträger.

Abbildung 5.
Längsäulen-
Querschnitt.

Abbildung 8.

Ein Eisenbeton-Entwurf vom Wettbewerb Kaiserbrücke in Bremen.

Entwurf mit dem Kennwort „Stein“. Verfasser: Reg.-Baumstr. C. Rutschke in Charlottenburg und Arch. W. Kalkmann in Steglitz.

teilig wirkenden Risse beobachtet worden sind, erweist, daß die Furcht vor den Betonzugrissen vielleicht doch etwas übertrieben ist. Die Frage der Dehnungsfähigkeit im Verbundkörper ist heute durch zahlreiche, wissenschaftliche Versuche geklärt. Trotzdem bestehen über

Der Nachweis der Betonzugspannungen wird verlangt in den „Vorläufigen Bestimmungen für das Entwerfen und die Ausführung von Ingenieurbauten in Eisenbeton“ des Eisenbahndirektionsbezirks Berlin, weiter in den „Provisorischen Vorschriften über Bauten in bewehrtem Beton“

für die Schweizerischen Bundesbahnen, ferner in den österreichischen, „Ministeriellen Vorschriften über die Herstellung von Tragwerken aus Eisenbeton“, endlich in den preußischen ministeriellen „Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen in Eisenbeton bei Hochbauten“, und zwar in den letzteren nur für Bauwerke, die der Witterung, der Nässe, dem Angriff der Rauchgase oder sonstigen schädlichen Einflüssen ausgesetzt sind.

Nach den von der württembergischen Eisenbahnverwaltung für ihre Dienststellen ausgegebenen Vorschriften, die bezüglich der anzuwendenden Rechnungsweise in Uebereinstimmung mit den „Leitsätzen“ stehen, ist von der Untersuchung der Zugspannungen des Betons bei den auf Biegung beanspruchten Konstruktionsteilen Abstand genommen. Will man halbwegs genaue Ergebnisse, so muß die Verschiedenheit der Elastizitäts-Koeffizienten bezw. der Elastizitätsmodule für Zug und Druck berücksichtigt werden. Dies führt zu umständlichen Formeln und Berechnungen, deren Wert für die Praxis zweifelhaft erscheint. Außerdem kann durch eine Herabsetzung der Zugspannung des Eisens und eine Vermehrung des Eisenquerschnitts praktisch das Gleiche erreicht werden. Aus dieser Erwägung heraus haben wir für Bauwerke, welche starken Erschütterungen und Stößen ausgesetzt sind, folgende Materialspannungen vorgeschrieben:

Beton auf Druck 30 kg/qcm,
 Beton auf Schub 2—3 kg/qcm,
 Eisen auf Zug od. Druck 750 kg/qcm.

Wir glauben damit eine ausreichende Sicherheit gegen Betonzugrisse geschaffen zu haben. Zu beachten ist hierbei allerdings, daß die Stoßwirkungen bei dieser Annahme der zulässigen Spannungen inbegriffen sind. Nach den österr. Regierungsvorschriften müssen Tragwerke, welche Erschütterungen ausgesetzt sind, mit dem 1,3-fachen, jene die starke Stöße auszuhalten haben, mit dem 1,5-fachen der ruhenden Last gerechnet werden. In den preußischen Ministerialbestimmungen ist sogar für den letzteren Fall die um 100% erhöhte Nutzlast vorzusehen. Man glaubte von so hohen Zuschlägen absehen und sich mit der Herabsetzung der zulässigen Spannungen begnügen zu können, weil bei Bahnbrücken mit der Abschwächung der unmittelbaren Stoßwirkungen durch den starken Oberbau und ein elastisches Schotterbett gerechnet werden darf (Eisenbeton-Bahnbrücken ohne Schotterbettdurchführung sollen überhaupt nicht gebaut werden), weil außerdem die Lastverteilung immer nur nach der Breite nicht auch nach der Längsrichtung berücksichtigt wird, endlich weil die zahlreichen Ausführungen bis jetzt keinerlei Mängel gezeigt haben.

Mit diesen Vorschriften, die denen für Eisenkonstruktionen entsprechen, erzielt man den vom Verwaltungsstandpunkt aus schätzenswerten Vorteil der Einheitlichkeit des Rechnungsverfahrens. Daß im übrigen Bahnbrücken in Eisenbeton mit ganz besonderer Sorgfalt zu berechnen sind, braucht kaum besonders betont zu werden. Besonders wird auf die Berechnung der Schubspannungen von Plattenbalken und der zu ihrer Aufnahme bestimmten abgebogenen Eisen, sowie auf die Anwendung zahlreicher Bügel, die einen Teil der Schubkräfte durch Zugwirkung aufnehmen, großer Wert gelegt. Die Haftspannungsberechnung bei Platten und Plattenbalken erfolgt in Uebereinstimmung mit den Versuchen der Materialprüfungsanstalt der kgl. Techn. Hochschule Stuttgart

nach der Formel: $T_1 = \frac{\text{Umfang der Eisenanlagen}}{b r_0}$, wobei der Grenzwert von 7,5 kg/qcm nicht überschritten werden darf. Diese Berechnungsweise ist immer zulässig, wenn genügend abgebogene Eisen vorhanden sind. Die Anwendung der Considère'schen Haken hat sich bewährt und es wird hierdurch die Berechnung der Haftspannungen in vielen Fällen entbehrlich.

Bei statisch unbestimmten Konstruktionen bestimmen wir die Formänderungen unter der Voraussetzung eines homogenen Materiales und des Elastizitätsmoduls $E = 200\,000 \text{ kg/qcm}$ ($n = 10$); Temperatureinflüsse werden bei Bauten im Freien für einen Unterschied $\pm 15^\circ$ gegenüber der Herstellungstemperatur berücksichtigt. Bei Brücken, die aus durchlaufenden Trägern auf elastisch nachgiebigen, mit den Trägern fest verbundenen Stützen bestehen, ist es notwendig, die durch die äußeren Kräfte auftretenden Formänderungen der Stützen in Rechnung zu ziehen, d.h. die Tragwerke als Bogenstellungen oder Steifrahmen zu betrachten. Bei den Säulen sind die Abweichungen gegen die bisher übliche Näherungsberechnung oft ganz bedeutend und durch die Schaffung einer größeren Sicherheit bei der Beanspruchungsziffer nicht genügend ausgeglichen. Die genauen Berechnungen, die auch nach den öster-

reichischen Ministerialbestimmungen verlangt werden, sind zwar etwas zeitraubend und umständlich, bieten aber keine besonderen Schwierigkeiten. Stets empfiehlt es sich, für die Verwaltungen solche Berechnungen durch Spezialingenieure ausführen zu lassen, weil sich auf diesem Gebiete nicht alles durch Vorschriften ausdrücken läßt und dem statischen und konstruktiven Gefühl ein Spielraum gelassen werden muß. Die statischen und Festigkeitsberechnungen werden bei der württ. Eisenbahnverwaltung mit den übrigen Entwurfsunterlagen in einem Brückenbuch zusammengestellt, in das dann späterhin die Erfahrungen im Betrieb und die Revisionsbemerkungen anlässlich der alle fünf Jahre vorzunehmenden Brückenprüfungen eingetragen werden sollen.

Mehr noch als die Berechnung erfordert die Ausführung von Eisenbetonbauten Sachkenntnis, Zuverlässigkeit und peinlichste Sorgfalt. Die Güte der Herstellung von Eisenbetonbauten ist in so hohem Maße von der Tüchtigkeit, Leistungsfähigkeit und Ehrlichkeit des Unternehmers abhängig, daß nur eine strenge Auswahl unter dem Massenangebot von Unternehmungen von Mißerfolgen schützen kann. Die Veranstaltung von öffentlichen Wettbewerben kann für Eisenbetonbauten nur ausnahmsweise in Frage kommen. Daß außerdem eine strenge direkte Bauaufsicht — wenn irgend möglich, durch einen erfahrenen Ingenieur — nicht entbehrt werden kann, wird auch Derjenige zugeben, der nicht in allen Teilen mit den behördlichen Vorschriften übereinstimmt. Beim Eisenbahnbau, insbesondere wo häufig neben, unter oder über den Betriebsgleisen gearbeitet werden muß, ist die Verantwortung so groß, daß die Aufstellung strenger Vorschriften und Anwendung scharfer Maßnahmen im Interesse der Betriebssicherheit durchaus gerechtfertigt erscheint.

Einer fertigen Konstruktion sieht man innere Mängel nicht mehr an. Es läßt sich nicht nachprüfen ob Querschnitt, Form und Verteilung der Eiseneinlagen der Rechnung entsprechen. Um diesbezüglichen Fehlern der Ausführung zu begegnen, muß darauf gesehen werden, daß das Planmaterial vollständig ist und daß alle Einzelheiten der Bewehrung in Eisenauszügen dargestellt sind. Es empfiehlt sich weiterhin, alle Eiseneinlagen einer Konstruktion oder eines Konstruktionsteiles erst sorgfältig zu verlegen, auszurichten und derart zu verdrahten, daß ein möglichst starres, unverschiebliches Eisengerippe entsteht, ehe mit der Betonierung begonnen wird. Durch Herstellung der Eisengerippe von Plattenbalken auf dem Werkplatz und nachträgliches Einbringen der fertig verdrahteten Teile in die Schalung läßt sich in vielen Fällen neben der größeren Zuverlässigkeit eine Verbilligung der Arbeit und eine Beschleunigung des Baufortschrittes erreichen.

Ueber die Eigenschaften der zur Betonbereitung zulässigen Materialien und die Verarbeitungsweise hat die württembergische Eisenbahn-Verwaltung nach längeren Erwägungen ausführliche Bestimmungen gegeben. Diese Vorschriften mögen Manchem zu streng oder zu weitläufig oder zu kategorisch erscheinen, sie haben sich aber in der Praxis durchaus bewährt und sind notwendig. Denn die Festigkeit des Betons ist von der Zusammensetzung, der Art und Güte des Rohmaterials, der Verarbeitungsweise, der Erhärtung, schließlich von der Gunst oder Ungunst der Witterung in hohem Maße abhängig. Dabei läßt sich die Festigkeit des Betons am ausgeführten Bauwerk nicht unmittelbar nachweisen. Und der Eisenbahnbetriebsbeamte, der mangelhaft ausgeführte Bauwerke abzunehmen hat, kann in schwierige Lage kommen. Die angeführten Mängel sind um so wichtiger, als nachträgliche Prüfungen der ausgeführten Bauwerke durch Probelastungen und Durchbiegungsmessungen als Qualitätsmaßstab ziemlich wertlos sind, und es muß deshalb gesagt werden, daß Eisenbetonkonstruktionen nur bei sorgfältiger Ausführung den Zuverlässigkeitsgrad erreichen, den Eisen- und Steinkonstruktionen anerkanntermaßen besitzen.

Es gibt noch einen Grund, der von den Eisenbahn-Verwaltungen gegen die Anwendung des Eisenbetons ins Feld geführt wird. Es ist eine im Eisenbahnwesen häufige Erscheinung, daß die Bauwerke kein hohes Alter erreichen. Die Bahnanlagen sind großen Wandlungen unterworfen. In Zeiträumen von 20—30 Jahren müssen bei uns die Bahnhöfe erweitert und umgebaut werden. Massive Bauwerke stehen den Änderungen im Wege, Eisen- und Holzkonstruktionen sind wandlungsfähiger. Sie können leicht erweitert, abgebrochen, versetzt und an anderer Stelle wieder aufgebaut werden. An fertigen Eisenbetonkonstruktionen sind Änderungen schwierig auszuführen und fordern oft große Kosten. Ueber Reparaturen und Verstärkungsarbeiten fehlt uns jede Erfahrung. Bei Bauten auf Bahnhöfen ist deshalb die Eisenbetonbauweise mit Vorsicht zu verwenden, die Möglichkeit des Ab-

brechens oder Versetzens tunlichst zu berücksichtigen. Bei Bahnsteig-Unterführungen, Rampenanlagen, Ladebühnen läßt sich diese Möglichkeit — ich werde das an einigen charakteristischen Beispielen zeigen — in wirtschaftlicher Weise durch Ausführung der Bauten in getrennten Teilen erreichen. (Ueber die Verwendung fabrik-

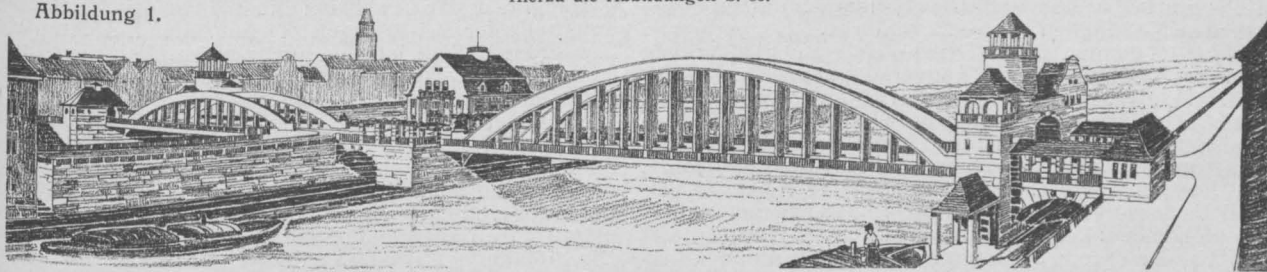
mäßig hergestellter und vorbereiteter Hauptkonstruktionsteile im Eisenbahnhochbau werden zurzeit noch Versuche angestellt.) Auf der freien Strecke sind Aenderungen selten und dort ist Eisenbeton immer am Platze, wo die wirtschaftliche Ueberlegenheit über andere Bauweisen nachgewiesen werden kann. — (Fortsetzung folgt.)

Ein Eisenbetonentwurf vom Wettbewerb um die Kaiser-Brücke in Bremen.

Verfasser: Reg.-Baumeister C. Kutschke in Charlottenburg und Arch. W. Kalkmann in Steglitz.

Hierzu die Abbildungen S. 85.

Abbildung 1.



Ausführlich haben wir in den No. 21 u. ff. d. J. in der „Deutschen Bauzeitung“ über den Ausfall des Wettbewerbes um die Kaiser-Brücke in Bremen berichtet und dabei auch auf S. 178 der verschiedenen Entwürfe Erwähnung getan, welche eine Lösung z. T. oder ganz in Eisenbeton versucht haben. Daß von diesen zumeist tüchtigen und gut durchgearbeiteten Lösungen keine eine Auszeichnung erfahren hat, lag wohl hauptsächlich daran, daß eine Lösung mit Konstruktion unter der Fahrbahn unter voller Aufrechterhaltung der weitgehenden Anforderungen in Bezug auf Lichtprofil und schwache Rampengefälle auch in Eisenbeton nicht möglich war, während bei Konstruktionen über der Fahrbahn die wichtige Gestalt der Trag-Konstruktion doch als ein störendes Element gerade in dem Städtebild von Bremen empfunden wurde, trotzdem z. T. an sich durchaus ansprechende Lösungen in Eisenbeton geboten wurden. Schließlich kommt noch hinzu, daß es sich um Spannweiten handelte, wie sie mit über der Fahrbahn liegender Konstruktion und für den schweren Großstadtverkehr in Eisenbeton bisher noch nicht zur Ausführung gekommen sind.

Wir geben nachstehend einen dieser Entwürfe mit dem Kennwort: „Stein“ wieder, der uns von seinen Verfassern: Reg.-Bmstr. C. Kutschke in Charlottenburg und Arch. W. Kalkmann in Steglitz zur Veröffentlichung zur Verfügung gestellt worden ist und eine technisch wohl durchführbare, in seiner Gesamterscheinung ansprechende Lösung darstellt, wie das Schaubild, Abbildung 1 und die Konstruktionszeichnungen Abb. 2—8 erkennen lassen.

Die Verfasser überbrücken den Hauptstrom der Weser mit einem über der Fahrbahn liegenden Dreigelenkbogen mit einem 98,5 m Stützweite, an welchem die an den Enden und in der Mitte durchschnittene Fahrbahn mit Hängepfosten aufgehängt ist. Die große Höhe des Bogens im mittleren Brückenteil (Pfeil 16,7 m) gestattet die Anbringung eines oberen Querverbandes. Bei der kleinen Öffnung von 63,1 m Stützweite v. M. z. M. Gelenk ist die Höhe zu oberen Querverbindungen nicht vorhanden, es ist daher hier zur Erhaltung der Seitensteifigkeit die Anwendung eines Scheitelgelenkes nicht möglich. Der Bogen ist daher als Zweigelenkbogen ausgebildet, die Fahrbahn ist nur an den beiden Enden durchschnitten und wie beim Hauptbogen auf Konsole der Bogenleibung aufgelagert.

Die Querschnittsanordnung der beiden Ueberbauten ist in den Abbildn. 3 und 8 dargestellt, die Konstruktion des Ueberbaues für den großen Bogen in den Abbildungen 2—7. Bei den beiden Bögen sind die Gelenke als Wälzgelenke ausgebildet, die aus in den Beton eingebetteten Stahlkörpern bestehen, die durch eine Zwischenlage von Hartblei ihren Druck auf flußeiserne Verteilungsträger und durch diese auf den Beton übertragen. Bezüglich der aufzunehmenden Kräfte sei bemerkt, daß der Horizontal-

schub des großen Bogens 2200 t, des kleinen 1300 t beträgt.

Die Eiseneinlagen der Bögen (Querschnitt des großen Bogens im Scheitel 1,5/2 m) sind so gewählt, daß einerseits die Eisenquerschnitte möglichst ausgenutzt werden und daß die Eisen andererseits die Montage und Betonierung erleichtern. Sie sind daher nicht durchweg aus Rundeisen, sondern zu $\frac{1}{3}$ aus einer abgebundenen Winkeleisen-Konstruktion gebildet. Diese Konstruktion hat vor der Einbetonierung ihr Eigengewicht und einen Teil der Rüstung und der Rundeisen zu tragen und erhält dadurch eine Anfangsspannung von 3—400 kg/qcm. In der fertigen, belasteten Konstruktion erhält das Winkeleisengerippe eine Höchstspannung von 1000—1200 kg/qcm, während für die Rundeisen nur 750 (Fahrbahn) bis 900 (Bögen) kg/qcm vorgesehen sind. Beim Betonieren erhalten die Bögen ihre Unterstützung durch die Winkeleisen der Hängesäulen (höchste Spannung des Eisens 600 kg/qcm), die durch besondere Spindeln gegen das Lehrgerüst unter der Fahrbahn abgestützt werden. Diese Winkeleisen erhalten erst mit der Fahrbahnkonstruktion eine Verbindung, wenn die Lamellen an ihren Füßen betoniert werden. Die Verfasser beanspruchen für diese Ausführungsweise den Vorzug kürzerer Bauzeit und einer Ersparnis von rd. 40000 M. in den Lehrgerüsten der beiden Brücken. In die Haupt-Längsträger der Fahrbahnkonstruktion sind ebenfalls abgebundene Winkeleisen-Konstruktionen eingelegt, die als Windträger dienen. Als Höchstspannungen für den Beton sind 60 kg/qcm Druck für den Bogen, 5 kg/qcm Zug für die Hängestangen (infolge der Herstellungsweise nur durch die Verkehrslast, nicht durch das Eigengewicht entstehend), 40 kg/qcm Biegungsspannung für die Fahrbahn zugelassen. (Verfasser berufen sich auf die bei Hannover für den Rhein-Weser-Kanal ausgeführte Probebrücke gleicher Art von 48 m Spannweite, bei welcher 50 kg/qcm zugelassen wurden.) Mischungsverhältnis 1 Zement : 3 Kiessand : 3 Teilen Feinschlag für die Bögen, 1 Zement : 4 Kiessand für die Fahrbahn.

Wie schon erwähnt, ist in der Hauptöffnung eine obere Querversteifung der Bögen durch kräftige Querriegel möglich. Der Hauptwindverband liegt in der Fahrbahn, deren äußere Längsträger zur Aufnahme der Windkräfte, wie schon erwähnt, eine Einlage von L-Eisen erhalten haben. Die ganze Fahrbahntafel wirkt als Träger auf 2 Stützen. Um das zu ermöglichen, mußte das unter dem Scheitel des Bogens in Fahrbahnmitte erforderliche Gelenk eine Ausbildung erhalten, wie sie Abbildung 7 darstellt, derart, daß sowohl Zug- wie Druckkräfte aufgenommen werden können. Bei der kleinen Weserbrücke fehlt die obere Querversteifung. Die Bögen sind daher nur an den Kämpfern durch starke Querstreifen verbunden, im übrigen besonders steif gegen seitliche Kräfte ausgebildet, ebenso die Hängestangen, die nach unten verbreitert sind, um den Winddruck sicher auf die Fahrbahn zu übertragen (Abbildung 8). —

Ueber Tetmajers Eisenbetonversuche.

Nach einem Vortrag von Prof. Dr.-Ing. Rudolf Saliger

Drof. L. v. Tetmajer hatte bereits in Zürich die Absicht, für die Schaffung einer auf unumstößlichen Tatsachen gegründeten Theorie großzügige Versuche anzustellen, welche nach seiner Berufung an die technische Hochschule in Wien begonnen wurden. Unter Mitwirkung der Firma Ast & Co. und der Hrn. Hofrat Prof. Brik und Ob.-Brt. Haberkalt wurde ein Programm für Druck-, Zug-, Gleit- und Biegeversuche aufgestellt, welches 821 Probekörper umfaßte, aber erst nach Tetmajers Tode

in Wien, gehalten im Oesterreichischen Betonverein.

im mech. techn. Laboratorium der technischen Hochschule in Wien zur Ausführung kam. Den experimentellen Teil besorgte der Konstrukteur Dr.-Ing. Meyer, während Prof. Brik als interimistischer Leiter des Laboratoriums die Oberaufsicht führte. Prof. Kirsch, Tetmajers Nachfolger, ordnete das Versuchsmaterial und Prof. Saliger übernahm seine wissenschaftliche Auswertung.

Alle Probekörper hatten rechteckigen Querschnitt; die Eiseneinlagen bestanden aus Rundeisen von 5, 10, 15, 20 und 25 mm Durchmesser. Die Lagerungen erfolgten teils

an der Luft, teils im Wasser. Als Betonmischungen kamen hauptsächlich in Betracht: Mischungen 1:3, 1:4, 1:2:4, und 1:6 (Stampfbeton). Die Zahl der Versuchskörper betrug: Druckproben nicht bewehrt 72, bewehrt 78, zusammen 150; Zugproben 71 bzw. 96; Gleitproben 186; Biegeproben 72 bzw. 246; im ganzen 821 Stück.

Die Druck- und Gleitprobekörper sind quadratische Prismen von 20 cm Querschnitt und 30 cm Länge, die Zugkörper haben 15 · 15 cm Querschnitt und 95 cm Länge. Für die Biegeversuche dienten Balken von 20 cm Breite, 30 cm Höhe und 180 cm Länge; die Bewehrung der Letzteren bestand aus je 2 Stäben von 5—25 mm Stärke. Als maschinelle Hilfsmittel dienten für die Druck-, Haft- und Biegeproben Amsler-Maschinen, für die Zugversuche eine Werder-Maschine. Von je 3 vollständig gleichartigen Versuchskörpern für Druck, Zug und Biegung wurde immer einer mit Feinmeßapparaten untersucht; dazu diente der Föppl'sche Spiegel-Apparat. Das Alter aller Probekörper betrug 1½ Jahre.

Das durch die brauchbaren Messungen bei den Tetmajer'schen Versuchen begrenzte Versuchsmaterial erwies folgendes: Die Druckfestigkeit und Druckelastizität des Betons wird durch Eiseneinlagen ohne Querverbindungen nicht gesteigert, eher vermindert. Im Durchschnitt betrug der Elastizitätsmodul des nicht bewehrten Betons $E=278000$, des mit 1,5% armierten Betons $E=27'000$, des mit 3% armierten Betons 224000 kg/qcm. Naßlagerung erhöht die Druckelastizität und -Festigkeit, letztere nur bei nicht bewehrten Proben. Die größten gemessenen Verkürzungen vor dem Bruch betrugen 0,686 bis 1,54 mm für 1 m.

Daß Verhalten der Zugproben war sehr ungleichmäßig; Mischung 1:3 ergab 14,1—20,5, Mischung 1:2:4 ergab 10,1—12,2 kg/qcm Zugfestigkeit. Durch die Eiseneinlagen wird eine geringe Vermehrung der Zugfestigkeit bewirkt; möglicherweise ist aber die zu späte Rißbeobachtung schuld. Die Bruchdehnung betrug 0,060—0,093 mm auf 1 m Länge. Die Zugmodule schwanken ohne Gesetz von 395000—491000 kg/qcm und waren größer als bei Druck.

Die Gleitversuche erwiesen Gleitwiderstände von $\tau=35-47$ kg/qcm Staboberfläche, doch kommen diese Werte nur bei den 20 und 25 mm starken Stäben in Betracht; bei den 5 und 10 mm dicken Eisen ist die Festigkeit des Eisens im Verhältnis zum Gleitwiderstand zu klein, als daß dieser in Erscheinung träte. Fester Beton und geringe Eisenspannung ergeben höhere Gleitwiderstände.

Die Biege-Zugfestigkeit der Balken ist beträchtlich größer (im Durchschnitt 1,9 mal) als die reine Zug-

festigkeit. Die Eiseneinlagen vermehren die Biegezugfestigkeit scheinbar wesentlich. Der Biege-Elastizitätsmodul ist merklich kleiner als der Druck- und Zugmodul. Das Verhältnis der Biege- zur Druckelastizität beträgt 1:1,32 im Mittel. Für nicht bewehrte und sehr schwach bewehrte Balken gelten das Hooke'sche Gesetz und die Navier'sche Gleichung ziemlich gut bis zum Bruch, für stärker bewehrte Balken bis zur Rißbildung. Diese Erkenntnis würde eine wesentliche Vereinfachung der bisherigen Auffassung ermöglichen. Die Nulllinie liegt beim Lastbeginn in den bewehrten und nicht bewehrten Balken unterhalb der Mitte, gegen die Zugseite. Bei den nicht bewehrten Balken ist dies nur möglich, wenn der Zugmodul größer als der Druckmodul ist (was mit den unmittelbaren Druck- und Zugversuchen übereinstimmt). Die Querschnitte bleiben bis in die Nähe der Rißbildung fast eben. Nach der Rißbildung steigt die Nulllinie fast immer höher als nach den Normen mit $n=15$ berechnet; die Dehnung der Zugzone ist relativ größer als jene der Druckzone. Bei den besseren Betonsorten ergäbe $n=10$ bis 12 gute Uebereinstimmung mit den Meßresultaten. Die Rißbildung der stärker bewehrten Balken ist beobachtet bei 0,15—0,30 mm Dehnung auf 1 m Länge, was einer tatsächlichen Eisenspannung von 300—600 kg/qcm entspricht. Nach den Normen mit $n=15$ ergeben sich bei der Rißbildung als rechnermäßige Eisenspannungen: Balken mit 2 Eisen von 5 mm (0,07%), Riß u. Bruch zugleich

"	"	"	"	10	"	(0,29%)	$\sigma_e \leq 2100$ kg/qcm	
"	"	"	"	15	"	(0,66%)	$\sigma_e = \infty$	1300 "
"	"	"	"	20	"	(1,6%)	$\sigma_e = \infty$	1050 "
"	"	"	"	25	"	(1,82%)	$\sigma_e = \infty$	900 "

Danach würde bei Balken mit Rechteckquerschnitt und den üblichen Bewehrungsstärken (etwa $\frac{3}{4}\%$) eine $\frac{1}{3}$ fache Sicherheit gegen die Rißbildung vorhanden sein. Die aus den Dehnungen ermittelten Eisenspannungen sind fast stets kleiner, die gemessenen Betonpressungen meist etwa übereinstimmend mit den Werten für $n=15$.

Die an über 100 Balken mit Feinuntersuchung gewonnenen Ergebnisse gewähren einen wohl fast alle bisher ausgeführten Versuche übertreffenden Einblick in die im Innern von Eisenbetonkonstruktionen wirkenden tatsächlichen Kräfte*).

*) Das ausgewertete Versuchsmaterial wird in der Zeitschrift „Armiert Beton“ von den Prof. B. Kirsch u. R. Saliger vollinhaltlich veröffentlicht werden.

Literatur.

Einfluß höherer Temperaturen auf die Festigkeit von Mörtel, Mauerwerk und Beton von Prof. Hermann Germer. Verlag der Tonindustrie-Zeitung G. m. b. H. in Berlin. Preis geb. (1 Text- und 1 Tafelband) 6 M. —

Ueber die Frage des Einflusses höherer Temperaturen auf die Festigkeit von Mörtel, Mauerwerk und Beton liegen bisher nur spärliche Untersuchungen vor, trotzdem diese Frage einerseits für die Feuersicherheit der Konstruktionen im Brandfalle, andererseits namentlich für den Schornsteinbau von Wichtigkeit ist, wo die Materialien auf längere Zeit Temperaturen ausgesetzt sind, die zwischen 250—500° liegen können. In der vorliegenden Schrift sind die Ergebnisse eines ziemlich umfangreichen Versuchsmaterials niedergelegt, das mit kleinen Mörtel-Probekörpern, Mauerwerkskörpern und Betonwürfeln verschiedener Zusammensetzung gewonnen wurde, die Temperaturen von + 70, 125 und 250° C. zum Teil bis zur Dauer eines halben Jahres ausgesetzt worden sind. Die Versuche ergaben, im Gegensatz zur normalen Erhärtung an der Luft, die zunächst eine stärkere, dann eine mehr und mehr sich verringernde Zunahme der Festigkeit zeigt, einen wellenförmigen Verlauf mit mehrmaligen Anschwellungen und Senkungen, für die höheren Temperaturen aber einen merklichen Abfall der Festigkeiten, und zwar sowohl der Druck- wie auch der Zugfestigkeiten und namentlich der Haftfestigkeit des Mörtels an den Steinen, die schließlich fast ganz aufgehoben wird. Der Einfluß zeigt sich begreiflicher Weise stärker bei den kleinen Mörtelproben als bei den größeren Mauerwerks- und Betonkörpern. Zu starken Festigkeitsverlusten führt auch die plötzliche nasse Abkühlung erhitzter Körper, doch tritt wieder ein Ausgleich ein nach allmählicher Austrocknung der naß abgekühlten Körper. Auch die Haftfestigkeit des Eisens im Beton zeigte sich mit dauernder, höherer Erhitzung der Betonkörper ungünstig beeinflusst. Verfasser kommt nach den Versuchen zu dem Schluß, daß die Festigkeitsrückgänge auch nach $\frac{1}{2}$ jährigem Temperatur-Einfluß noch nicht aufhören. Der Festigkeitsrückgang macht sich namentlich auch in dem frühzeitigen Auftreten der ersten Risse geltend.

Verfasser hält es für nötig, daß innerhalb der erhitz-

ten Zone jedenfalls nicht mit Zugspannung gerechnet werden dürfe, daß ferner mit 30—40% geringerer Beanspruchung gegenüber normalen Verhältnissen gerechnet werden müsse, um dem Abfall der Druckfestigkeit und der Verringerung der Haftfestigkeit des Mörtels Rechnung zu tragen (wichtig namentlich mit Rücksicht auf Windstöße) und daß mehr als das bisher geschehe, die von der Hitze betroffenen Teile der Schornsteine gegen deren Angriff durch Futter und Isolierung zu schützen seien. Die Schornsteine dürfen ferner nicht zu früh in Benutzung genommen werden, da sich der Einfluß der höheren Temperatur auf frischen Mörtel ungünstiger äußert, als auf länger erhärteten. Von den untersuchten Mörtelsorten erwies sich übrigens bei allen 3 Temperaturen der Zementmörtel 1:3 am günstigsten, dessen Festigkeit, wenn nicht gleichzeitig sehr hochwertige Steine vermauert werden, aber nicht ausgenutzt werden kann. Ein magerer, mit lehmhaltigem Sande hergestellter Mörtel erwies sich zweckmäßiger als mit Kalk verlängerter Zementmörtel. Bei den Betonkörpern, die aus Portlandzement und feinem Kies im Verhältnis 1:3 bzw. 1:6 hergestellt waren, fand Verfasser einen größeren Festigkeitsabfall bei den mageren Proben, besonders auch bei nasser Abkühlung. —

Die Untersuchungen bieten ein interessantes Material und mahnen immerhin zu gewisser Vorsicht. Weitgehende Befürchtungen aus ihnen ableiten zu wollen, wäre aber nach den bisherigen praktischen Erfahrungen verfehlt. Handelt es sich hier doch um Versuche, die den Verhältnissen der Praxis in vielen Punkten nicht entsprechen, und die aus ihnen herausgezogenen Werte beruhen auf einer ganzen Reihe von Voraussetzungen, sodaß man sie nicht ohne Weiteres verallgemeinern darf. Es ist aber jedenfalls ein Verdienst des Verfassers, eine systematische Prüfung versucht zu haben. Möge sie die Anregung zu Versuchen in großem Maßstabe, etwa durch den „Deutschen Ausschuß für Eisenbeton“ sein. — Fr. E.

Inhalt: Montagehalle der Fahrzeugfabrik Ansbach. — Die Anwendung des Eisenbetons im Eisenbahnbau. Ein Eisenbetonentwurf vom Wettbewerb um die Kaiser-Brücke in Bremen. — Ueber Tetmajers Eisenbetonversuche. — Literatur. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eisen in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.